

修正圧縮場理論による大型RC橋脚のせん断耐力評価

幸左賢二¹・小林和夫²・安田扶律³・水田崇志⁴

¹正会員 Ph.D. 阪神高速道路公団 工務部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

²フェロー会員 工博 大阪工業大学 工学部

³正会員 阪神高速道路公団 工務部

⁴正会員 オリエンタルコンサルタンツ大阪支社

水平載荷試験された実橋RC橋脚, 1/3スケールの大型RC模型実験および被災RC実橋脚を対象に, 修正圧縮場理論によるせん断耐荷力の解析的検討を行い, 実RC橋脚レベルへの適用性を検討した。

その結果, いずれの解析結果も実験結果と全般的に比較的良好に一致すること, また主鉄筋の降伏以降から最大荷重に至るまで, コンクリートの分担せん断抵抗が減少する傾向が認められた。さらに種々の要因分析の結果, 帯鉄筋比によってひびわれ傾斜角が変化することが認められた。

Key Words : shear, Collins model, RC column, modified compression field theory

1. まえがき

阪神高速道路3号神戸線は, 兵庫県南部地震により, 数多くのRC橋脚が損傷した。その損傷形式は曲げおよび曲げせん断が比率的には多く, せん断損傷は比率的には少なかったが, 損傷程度の著しいものがほとんどであった。また, 曲げせん断タイプの損傷は, 曲げひび割れが生じた部材が, 正負交番荷重の繰返し作用により, せん断抵抗力を失うことにより生じることから, せん断損傷の一種とも見なすことができる。このようなせん断損傷は曲げ損傷に比べて極めて危険な脆性的な破壊を示すことから, RC橋脚のせん断損傷メカニズムを適切に把握しせん断損傷を生じさせないための設計手法の確立が望まれる。

しかしながら, RC構造物のせん断耐力には主鉄筋比, コンクリート強度, 帯鉄筋比, 断面寸法, 断面形状など多くの要因が複雑に影響を及ぼす。このため, その耐力評価にあたっては, 従来より実験に基づいた経験式を用いるのが一般的であった。しかし, 最近では電算機の発達に伴い, 解析的に終局せん断耐力を評価しようとする試みが盛んになっており, その一つにCollinsらが提案している修正圧縮場理論による手法がある^{1) 2)}。修正圧縮場理論は, ひび割れを離散的にとらえるのではなく, ひび割れの発生しているコンクリート要素をマクロ的にとらえて一種の連続的な要素と考へて, その平均応力, 平均

ひずみに対する要素内のつり合いおよび変形の適合条件を用いて解くものである。この方法によって, 作用荷重による部材の発生せん断応力やひび割れ傾斜角などを比較的簡便に求めることができる。

一方, 実構造物では, 主鉄筋および帯鉄筋間隔が模型試験体に比べて粗であり, また断面寸法に対して骨材の相対的寸法が小さいことから骨材のかみ合わせ効果が減少し, せん断耐力が減少することが知られているが, 実橋脚レベルにおけるせん断耐力を実験および解析的に評価した例は極めて少ない。

そこで, 実橋脚レベルのせん断損傷メカニズムを実験結果およびCollinsモデルの修正圧縮場理論による解析結果に基づいて以下の手順で評価した。まず, 1/3スケールの大型RC模型試験体および実橋RC橋脚を用いて, せん断耐力, ひび割れ傾斜角, 帯鉄筋応力度などを実験および解析的に検討した。次いで兵庫県南部地震によりかなりのせん断損傷を生じた実橋脚を対象に, せん断耐力, 損傷パターン, ひび割れ傾斜角などを評価した。最後にこれらの解析結果に基づいて要因分析を行い, 橋脚の特性がせん断耐力やひびわれ傾斜角などに与える影響を評価した。

2. 解析手法

(1) 基礎理論

本研究では, 文献3)に総括されているCollinsらの提

案による修正圧縮場理論に基づいて解析的検討を行ったが、以下にその概要を述べる。

水平、鉛直方向ひずみ(ϵ_x, ϵ_y)と主引張、圧縮ひずみ(ϵ_1, ϵ_2)には、モール円より次の関係がある。

$$\epsilon_x = (\epsilon_1 \tan^2 \theta + \epsilon_2) / (1 + \tan^2 \theta) \quad (1)$$

$$\epsilon_y = (\epsilon_1 + \epsilon_2 \tan^2 \theta) / (1 + \tan^2 \theta) \quad (2)$$

せん断ひび割れの入ったコンクリート要素に作用する平均的な主引張応力 f_1 と主圧縮応力 f_2 にはモールの応力円より次の関係がある(図-1)。

$$f_2 = (\tan \theta + \cot \theta) v - f_1 \quad (3)$$

ここに、

θ : f_2 と部材軸の角度(せん断ひび割れ傾斜角)

v : せん断応力度($v = V / (b \cdot jd)$, V : せん断力)

b : ウェブ幅, jd : 抵抗偶力のアーム長)

せん断補強鉄筋(帯鉄筋)の断面積 A_v , 間隔 s , 応力 f_v とすれば、図-1で鉛直方向の力の釣合いより、

$$A_v f_v = (f_2 \sin^2 \theta - f_1 \cos^2 \theta) b \cdot s \quad (4)$$

あるいは、帯鉄筋応力度で表すと、

$$f_v = (f_2 \sin^2 \theta - f_1 \cos^2 \theta) b \cdot s / A_v \quad (5)$$

また、式(3)の f_2 を式(4)に代入すると、

$$V = f_1 \cdot b \cdot w \cdot jd \cdot \cot \theta + (f_v \cdot A_v / s) \cdot jd \cdot \cot \theta \quad (6)$$

式(6)は、部材のせん断耐力がコンクリートと帯鉄筋の負担耐力の和として表せることを示す。

図-1で水平方向の力の釣合から求まる次の軸力(内力) N_v は、軸方向鉄筋の力 $A_{sv} f_{sv}$ (A_{sv} , f_{sv} : 軸方向鉄筋の断面積と応力)で抵抗させる必要がある。

$$N_v = (f_2 \cos^2 \theta - f_1 \sin^2 \theta) b \cdot jd \quad (7)$$

式(3), (7)より

$$N_v = V \cot \theta - f_1 b \cdot w \cdot jd \quad (8)$$

次に、コンクリートの主圧縮応力 f_2 と主圧縮ひずみ ϵ_2 の関係は、次のVecchio&Collins式を用いる。

$$f_2 = f_{2max} [2(\epsilon_2 / \epsilon'_c) - (\epsilon_2 / \epsilon'_c)^2] \quad (9)$$

$$f_{2max} / f'_c = 1 / (0.8 + 170 \epsilon_1) \leq 1.0 \quad (10)$$

ここに、 f'_c : コンクリートの一軸圧縮強度

また、ひび割れ要素の平均的な主引張応力 f_1 と主引張ひずみ ϵ_1 の関係には、テンションスティフニングを考慮した次のVecchio&Collins式を用いる。

$$f_1 = E_c \epsilon_1 \quad (0 \leq \epsilon_1 < \epsilon_{cr}) \quad (11)$$

$$f_1 = f_{cr} / (1 + \sqrt{500 \cdot \epsilon_1}) \quad (\epsilon_{cr} \leq \epsilon_1) \quad (12)$$

ひび割れ間の領域で伝達されるせん断力は、ひび割れ面での伝達せん断力と等価であるという次の条件式から、 f_1 の上限値は式(14)となる(図-2)。

$$\begin{aligned} A_v f_v (jd / (s \cdot \tan \theta)) + f_1 b \cdot jd \cdot \cos \theta / \sin \theta \\ = A_v f_v (jd / (s \cdot \tan \theta)) + v_{ci} b \cdot jd \end{aligned} \quad (13)$$

すなわち、

$$f_1 = v_{ci} \cdot \tan \theta + A_v (f_v - f_1) / (s \cdot b) \quad (14)$$

ここに、 f_v : 帯鉄筋の降伏強度, v_{ci} : コンクリートのひび割れ面を介して伝達されるせん断応力

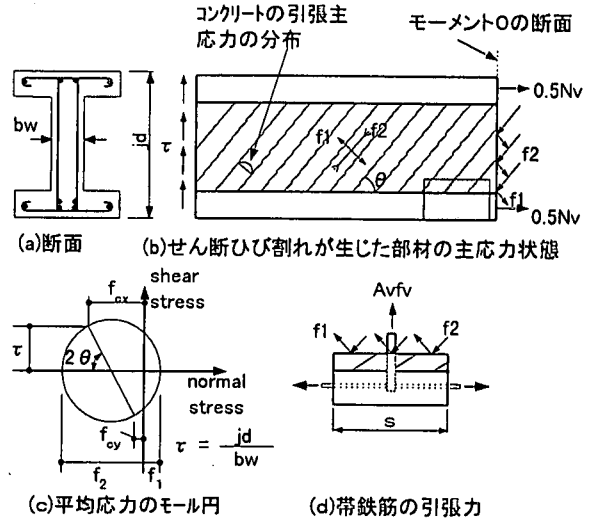


図-1 修正圧縮場理論における諸応力

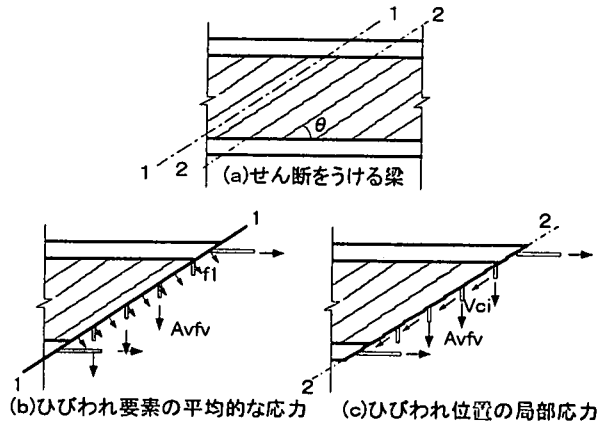
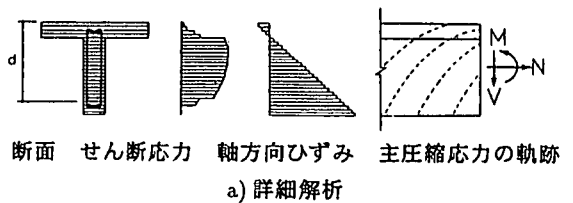
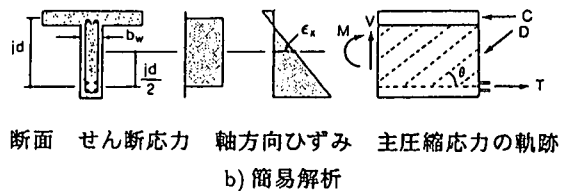


図-2 ひび割れ面を介しての力の伝達



断面 せん断応力 軸方向ひずみ 主圧縮応力の軌跡
a) 詳細解析



断面 せん断応力 軸方向ひずみ 主圧縮応力の軌跡
b) 簡易解析

図-3 せん断、曲げ、軸力作用下の解析

Collinsらは v_{c1} に次式を用いている。

$$v_{c1} = 0.18 \cdot \sqrt{f_c'} / (0.3 + 24w / (a + 16)) \quad (\text{MPa, mm}) \quad (15)$$

ここに、 a : 最大骨材寸法、 w : せん断ひび割れ幅式(15)において w は ϵ_1 と平均せん断ひび割れ間隔 S_m の積として次式のように表せる。

$$w = \epsilon_1 \cdot S_m \theta$$

$$S_m \theta = 1 / (\sin \theta / S_{m1} + \cos \theta / S_{m2}) \quad (16)$$

ここに、 S_{m1} : 軸方向の平均ひび割れ間隔、 S_{m2} : 横方向のひび割れ間隔

式(16)の S_{m1} 、 S_{m2} においてCollinsらはCEB-FIP Model Code(1990)式を適用している。

さらに、ひび割れ面での軸方向鉄筋の降伏により伝達可能なコンクリートの引張力が制限される。すなわち、ひび割れ要素の平均応力とひび割れ面での局部応力に基づく水平力が等しいためには、次式が満足される必要がある(図-2)。

$$A_s f_y \geq A_s f_{st} + f_1 b_v j d + [f_1 - A_v (f_{sv} - f_1) / (b_v s)] \cdot b_v j d \cdot \cot^2 \theta \quad (17)$$

(2) せん断、曲げ、軸力共存下での取扱

上述のようなせん断力(V)のみが作用することは少なく、通常は曲げモーメント(M)や軸力(N)も作用する。この場合はひずみや応力が断面の高さ方向で変化するが、その厳密解析は多大の計算時間を要する。そこで、Collinsらは上記の基礎理論において次のような簡易化を提唱している(図-3)。

- ① 高荷重域のせん断応力の再分配を無視し、断面の高さ方向に一樣に($v = V / b_v j d$)分布し、せん断ひび割れはウェブ全高に発生すると仮定する。
- ② 断面の特定位置のせん断ひび割れ傾斜角 θ を計算し、その値はウェブ高さ方向で一定とする。

実解析では、断面をせん断解析領域(ウェブ)とそれ以外の曲げ解析領域に分け、前者には修正圧縮場理論、後者には曲げ理論を適用する。

(3) 数値計算

手順の詳細は省略するが、上記の修正圧縮場理論の解析は、図-4のフローに従って繰返し計算による収束計算を行う。本解析では、任意断面形状に適用できるよう断面をその高さ方向に分割し、上記のように曲げ、せん断、軸力の釣合を計算する断面分割法を採用した。また、水平力作用位置については、実RC橋脚では橋軸方向は上部工図心、橋軸直角方向は下部工天端とし、大型模型橋脚では載荷位置とした。実RC橋脚のせん断スパンは、上部工慣性力作用位置(橋軸方向: 上部工図心、橋軸直角方向: 下部工天端)からクリティカルなせん断ひび割れが部材軸と交わる位置までの距離とし、実験RC橋脚では、水平力載荷位置からせん断ひび割れが部材軸

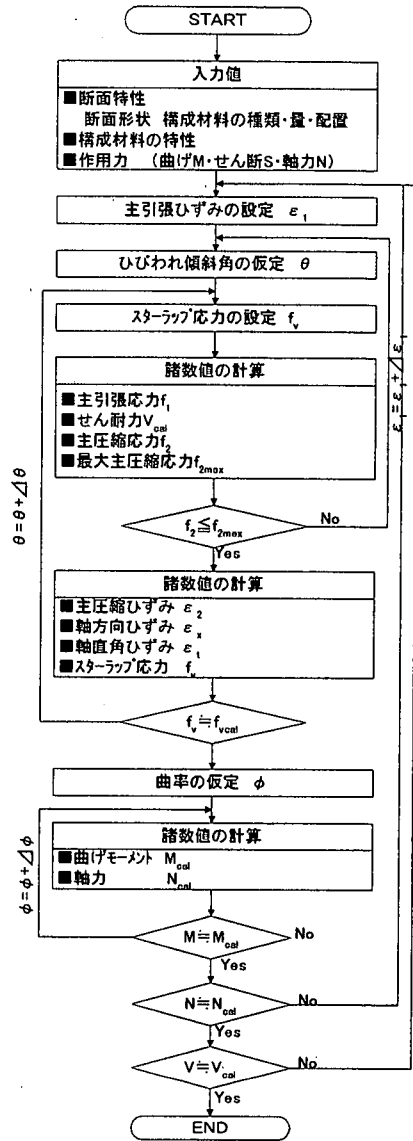


図-4 計算手順のフロー

表-1 構造諸元

試験体	縮尺	柱筋配置	段落し	帯鉄筋配置	粗骨材最大寸法
No. 1	1/10	1段 D16	無し	閉合系 D16	20mm
No. 2	1/3	多段 D13	標準位置	非閉合系 D16	20mm
No. 3	1/3	多段 D13	1d下げ	非閉合系 D16	20mm

* d : 断面の有効高

と交わる位置までの距離とした。本検討に用いた橋脚の多くは正負交番荷重の影響を受けており、一般的にはCollins モデルでは一方方向荷重を対象としており評価が困難であるが、軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみの3 倍以下程度であるならば、正負交番の影響は少なく一方方向単調荷重と同等として取り扱ってもよいという報告がある⁴⁾。本対象橋脚では、帯鉄筋比が小さく帯鉄筋降伏時（終局時）の軸方向鉄筋ひずみの解析値は、後述のNo.2試験体を除けばいずれも降伏ひずみの3倍以下であり、正負交番荷重の影響は小さくCollins モデルで定性的には評価できると考えられる。以下に大型RC 模型試験体、水平載荷試験された実橋RC 橋脚および兵庫県南部地震により被災したRC 実橋脚を対象とし、解析結果を実挙動と対比して示す。

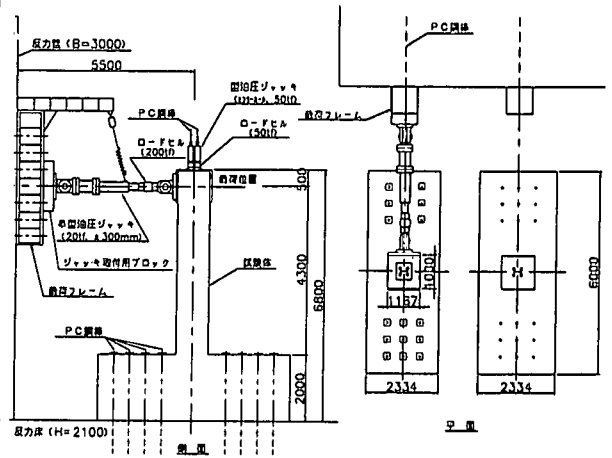
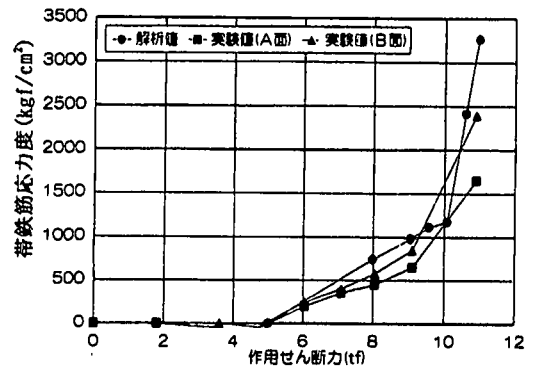


図-5 試験体の加力方法

3. 大型RC 模型試験体実験結果

平成2 年度版道路橋示方書に基づく阪神高速道路の標準的なRC 橋脚を対象に、配筋状態を実造物に合わせた比較的大きな試験体(1/3縮尺)ならびに、従来からよく用いられているような縮小模型試験体(1/10縮尺)との比較実験を実施し、曲げ変形性能、せん断耐力などの評価を行った。ここでは、これらの実験結果を用いて、後述する基部破壊タイプ(No. 1, 2)および段落とし部曲げせん断破壊タイプ(No. 3)について、Collins モデルを適用してせん断損傷メカニズムを検討する。それらの実験の詳細については文献5)に示されているので(同文献ではNo. 1, 2の曲げ変形特性を対象として検討, No. 3も載荷方法は同様)、以下に概要のみを示す。構造諸元を表-1に示す。No. 2, 3は鉄筋径の縮尺率が模型縮尺にできるだけ近くなるようにSD35相当品を用いた。配筋は断面積の相似比を満足するように鉄筋本数を決定した。試験体の加力方法を図-5に示す。柱頭部で軸力を与え交番水平力を加力した。軸力はフーチング下端で定着し試験体の中心を通るPC鋼材を介して柱頭部のジャッキにより軸応力度換算で15kgf/cm²に保持した。いずれの試験体においても、計算上の降伏荷重Py(柱基部の最外縁鉄筋が降伏する荷重)までは、荷重制御で漸増交番荷重を加力し、降伏荷重以降は、変位制御で降伏時変位 δ_y の整数倍の変位で各10サイクルの交番繰返荷重を加力した。No. 1, 2試験体は柱下端で破壊し、じん性率は5~6と良好な変形性能を示した。No. 3試験体は段落とし部で柱鉄筋が降伏し、この位置で部材は破壊した。No. 2試験体に比べ、最大荷重、じん性率ともに低下したが、



*A面, B面は載荷方向に対する側面を示す。

図-6 帯鉄筋応力度-作用せん断力関係 (No. 1)

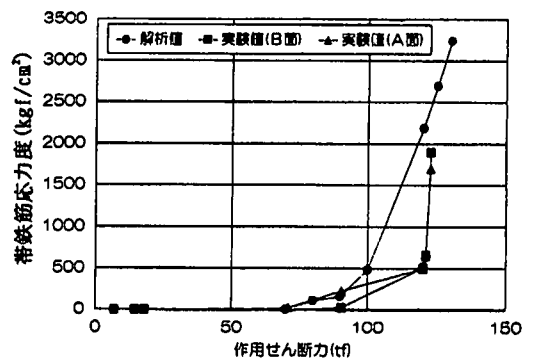


図-7 帯鉄筋応力度-作用せん断力関係 (No. 2)

じん性率は4程度が確保されており必ずしも脆性的な破壊モードとはならなかった。

4. 大型RC模型試験体解析結果

(1) No.1試験体

図-6にNo.1試験体の帯鉄筋応力度(基部より10cmの位置)と作用せん断力の関係を示す。帯鉄筋応力度解析値は主鉄筋降伏時(8.13tf)で750kgf/cm²、最大荷重時(11.2tf)の帯鉄筋応力度は解析値で3300kgf/cm²、実験値で1650~2450kgf/cm²となっており作用荷重増加に伴う帯鉄筋の増加は定性的には一致している。No.1試験体の破壊は柱基部付近の高さ0.8d(d:断面有効高, No.1は35cm)の範囲で生じ、この範囲のせん断ひび割れが特に顕著であった。実験終了時のひび割れ状況より、その斜めひび割れをマクロ的に捉え、平均化した傾斜角は60°である。一方、上記のように帯鉄筋応力度の実験値と解析値を比較した基部より10cm位置のひび割れ傾斜角の解析値は59°である。解析値は曲げとせん断の連成を考慮しているので柱の高さ方向で変化するが、基部より10cm位置の値は大略同位置の平均実験値と一致している。

(2) No.2試験体

図-7にNo.2試験体の帯鉄筋応力度(基部より216cmの位置)と作用せん断力の関係を示す。帯鉄筋応力度の解析値は、降伏荷重(90.3tf)の50kgf/cm²から最大荷重(122.0tf)で2500kgf/cm²に変化している。実験最大荷重時のひびわれ傾斜角は計測値で65°、解析値では59°となり、ほぼ一致している。本試験体の破壊モードはNo.1試験体と同様に曲げに支配されていたが、実験および解析結果からは作用せん断力も終局せん断耐力近くに達していたと推定される。また、図-7では解析値は徐々に帯鉄筋応力度が進展していくのに対して、実験値は当初は緩やかに、終局付近で急激に帯鉄筋応力度が増加することが分かる。この傾向は他の大型試験体でも同様に認められる。解析ではひびわれが分散して一様に進展すると仮定しているのに対して、実構造物では分散性があまり良くなく、作用荷重が増加してゆくと、あるひび割れが急激に進展するためとも考えられる。

(3) No.3試験体

No.3試験体は段落とし部で帯鉄筋が降伏し、この位置で終局破壊を生じている。図-8にNo.3試験体の帯鉄筋応力度(基部より123cmの位置)と作用せん

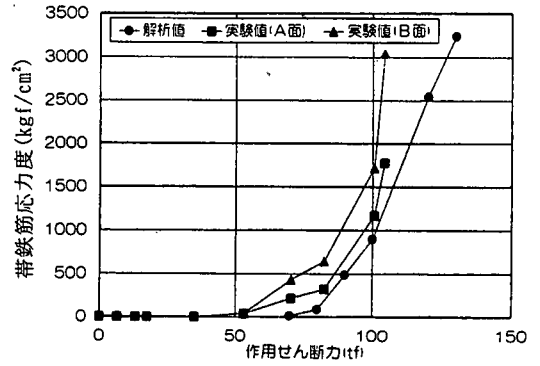


図-8 帯鉄筋応力度-作用せん断力関係(N o. 3)

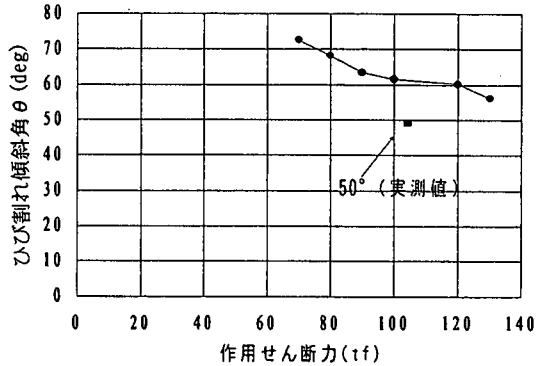


図-9 作用せん断力-ひびわれ傾斜角(N o. 3)

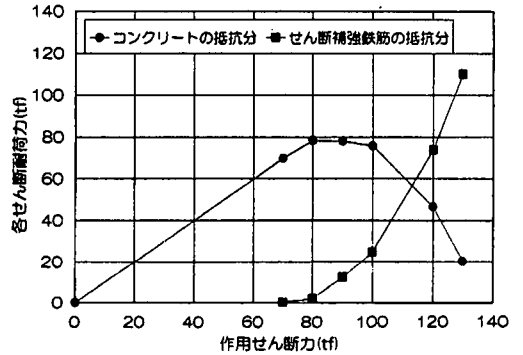


図-10 作用せん断力-抵抗せん断力関係(N o. 3)

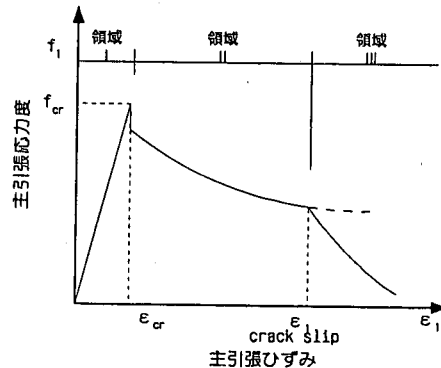


図-11 主引張応力度-主引張ひずみ関係(模式図)

断力の関係を示す。帯鉄筋応力度の実験値は、降伏荷重時で $300\sim 400\text{kgf/cm}^2$ 、最大荷重時で $1800\sim 3000\text{kgf/cm}^2$ となっている。これに対して解析値は、降伏荷重(75.2tf)の 100kgf/cm^2 から最大荷重(105.0tf)で 1250kgf/cm^2 に変化し、実験値と定性的には一致している。また、ひびわれの傾斜角は、図-9に示すように実験終了時約 50° に対して解析値は 60° を示している。解析によるせん断耐力は約 130tf となり、約 25tf の余剰耐力を有しており、実験結果と異なっている。この原因には実験的には、段落し部の正負交番繰返し荷重によりせん断耐力がさらに低下することが考えられる。また、解析的には以下に述べるせん断ひびわれ面を介して伝達される応力度の評価の問題などが考えられる。

解析値のコンクリートおよびせん断補強鉄筋の分担せん断抵抗を示すと図-10のようになる。作用せん断力の増加に伴って初期にはコンクリートによるせん断抵抗がせん断力の大部分を分担しているが、3試験体とも帯鉄筋応力度の増加に伴い、コンクリートのせん断抵抗が減少する傾向を示しており、コンクリート標準示方書の累加式が成立していない。これについて、本解析に用いたCollinsモデルによる主引張応力度とひずみの関係から説明すると図-11のようになる。領域Ⅰはコンクリートの主引張応力度が弾性域であり、No.3試験体では作用力 70tf までの領域である。領域Ⅱは、コンクリートの引張軟化曲線(式12)に支配され、コンクリートのせん断抵抗が最大に達する 100tf までの領域である。これに対して領域Ⅲではせん断応力はせん断ひびわれ面を介して伝達される主引張応力度(式14)により支配される。図-11に示すように、低下勾配が急激に大きくなるためコンクリートのせん断抵抗が急激に低下する。これに伴ってひびわれ傾斜角が変化するとともに、帯鉄筋のせん断抵抗が急激に増加する。このように領域Ⅲではせん断抵抗挙動が著しく変化し、終局せん断耐力はこの領域の応力-ひずみ関係にかなり影響されるので、より精度の高い構成式の検討が必要と考えられる。

5. 水平載荷試験された実橋RC橋脚

(1) 構造緒元

水平載荷実験は、図-12に示すように既設上部工撤去後、試験対象橋脚(URP4)と反力橋脚(URP3)の上部をPC鋼棒で水平に連結し、相互に引き合う形式で実施した。対象橋脚は図-13の構造一般図に示すように、 $\phi 2.0\text{m}$ の円形断面を有するRC単柱式橋脚

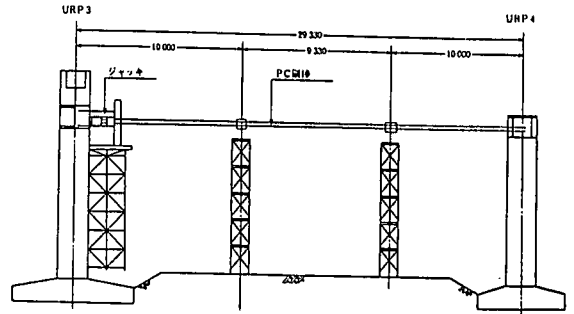


図-12 実験要領図

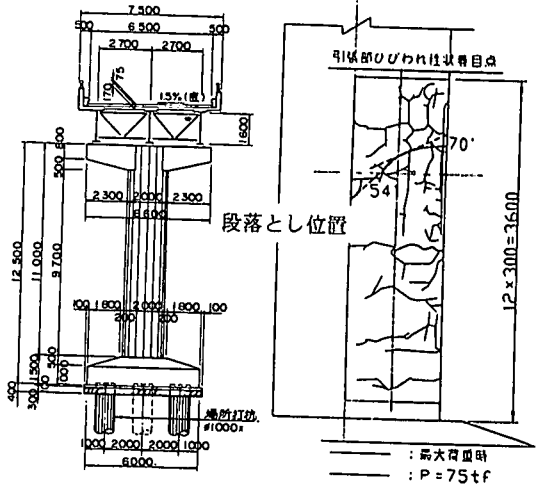


図-13 構造一般図

図-14 ひび割れ図

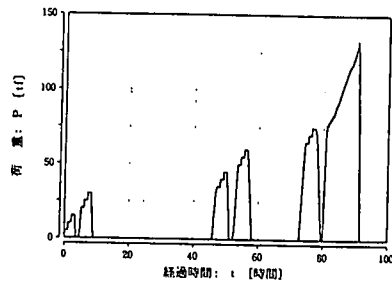


図-15 荷重載荷ステップ図

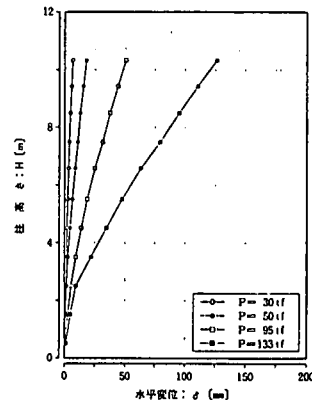


図-16 荷重-変位分布曲線

であり、基礎は場所打ちベノト杭(φ1.0m)である。主鉄筋は柱下端でD29-53本、段落とし部でD29-28本配置されており、主鉄筋比は柱下端で1.62%となっている。本橋脚は、昭和40年に建設されており、当時の鋼道路橋示方書を基に設計されているが、現行の道路橋示方書とは以下の点で配筋が異なっている。すなわち、段落とし(鉄筋変化)位置は、柱基部から2.7mとなっており、現行では鉄筋定着長(30φ)を考慮するため設計上の柱断面変化位置は基部より1.7mの位置となる。このため、現行設計手法で照査すると、柱基部よりも段落とし部で曲げ破壊するようになる。また、帯鉄筋は柱全長にわたってD16が300mmピッチの少ない配筋となっている。コア試験より求めたコンクリートの圧縮強度は建設後20数年を経ており設計基準強度240kgf/cm²に比べて50~60%高い値を示している。また鉄筋降伏応力度も3800kgf/cm²と設計基準強度2800kgf/cm²よりもかなり高い値となっている。

(2) 載荷方法

水平荷重載荷高さ(PC鋼棒の図心位置の高さ)はURP4橋脚の梁高(1.3m)のほぼ中心に定め、これをURP3橋脚まで水平に延長している。載荷段階は図-15に示すように、5ステップまでは15tf刻みで増加させ最後に最大荷重レベル(ステップ6)まで載荷させる繰返し漸増載荷とした。

(3) 実験結果

載荷試験は前記の荷重ステップに基づいて実施されたが、第5サイクル(最大75tf)までは橋脚下端付近の曲げひびわれの発生を除外して目立った損傷は認められなかった。荷重100tf程度から柱の変形が明らかに目視できるようになり、鉄筋変化位置近傍の水平ひびわれも次第に顕著になり、荷重増加とともに水平ひびわれは斜め下方に進展してゆき、腹部まで到着した時点(133tf)で荷重の保持が困難となり実験を終了した。残留最大ひびわれ幅は10mm程度であった。図-14にひび割れ図を示すが、曲げひび割れは水平方向に帯鉄筋間隔30cmより多少大きめの約50cm間隔で発生している。図-16に荷重-変位分布曲線を示すが、水平変形の変化割合が大きいと認められる3m付近(屈曲点)は、段落とし位置に対応している。図-17に示すように段落とし位置付近の帯鉄筋ひずみは120tfまではほとんど発生せず、それ以降急激に増加している。なお、図は省略するが圧縮側コンクリートのひずみおよび引張主鉄筋のひずみは橋脚下端よりもむしろ段落とし(鉄筋変化)位置付近で最大となり、前者は1900μ、後者は材料強度試

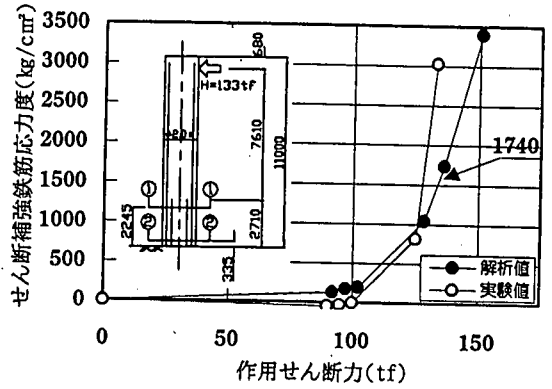


図-17 帯鉄筋応力度-作用せん断力関係(①-①断面)

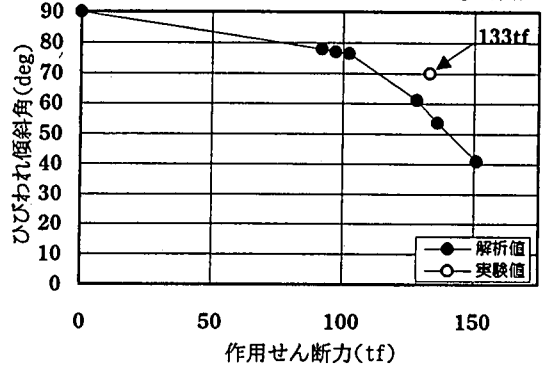


図-18 作用せん断力-ひび割れ傾斜角

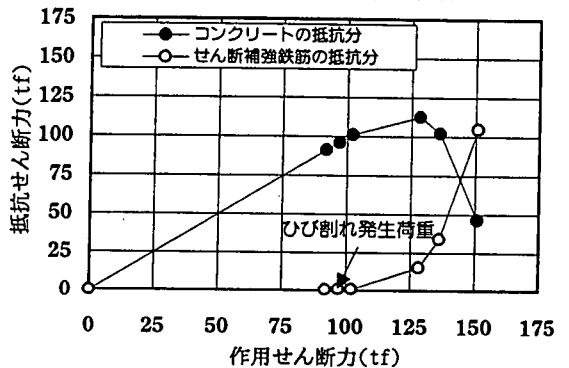


図-19 作用抵抗分担比

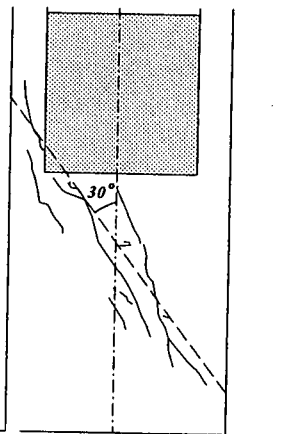


図-20 損傷状況

験に基づく降伏ひずみ ($\epsilon_{sy}=1800\mu$)を大きく超えていた。以上のように、本実験結果は、曲げひび割れが先行するものの、終局時には帯鉄筋ひずみの増加およびひび割れの傾斜から曲げせん断破壊と評価できる結果となった。

(4) 解析結果

実験と解析結果を図-17, 18に示すが、両者の挙動は比較的良好一致している。実験での最大荷重時(133tf)に着目すると、解析値は帯鉄筋応力度1740 kgf/cm²、ひびわれ傾斜角57°となっているのに対して、実測値ではそれぞれ2700kgf/cm²、70°となっている。また、せん断ひびわれ発生荷重の解析値は100tfとなっており、コンクリート標準示方書式(110tf)および実験結果(110tf)とほぼ一致している。これに対して、終局時ではせん断耐力の解析値は150tfと、示方書式(177tf)に比べてかなり小さくなっている。また、図-18に示すように実験ではひびわれ傾斜角70°、最大荷重133tfで実験を終了しているが、Collinsモデルの解析によると、さらにひびわれ傾斜角が減少するとともに、20tf程度の余剰耐力が存在する結果となっている。ここでは、Collinsモデルにより円形断面の実橋RC橋脚のせん断耐荷挙動を評価した。実験面での制約から本実橋脚の終局破壊時の耐力や挙動は明確ではないがその近傍までの挙動に関しては、Collinsモデルである程度の評価は可能であるものの、さらに解析精度の向上が必要であることが示された。

6. せん断損傷タイプ被災RC橋脚に対する解析例

(1) 概要

阪神大震災により被害を生じた実橋脚を対象に解析を実施し、実構造物レベルによるせん断耐荷性状を評価した。なお、解析は後述のパラメータ解析により合計5基を対象として実施したが、ここではせん断損傷および曲げせん断損傷の2タイプを代表例として示す。なお、被災橋脚は卓越ひびわれの中心位置を検討断面とした。

(2) せん断損傷橋脚(神P270)損傷状況

本橋脚は、4.2m(橋軸)×3.5m(直角)の矩形断面であり、段落としを有さないRC単柱式橋脚である。軸方向鉄筋にはD32が、帯鉄筋にはD16が25cm間隔で配置されている。損傷状況を図-20に示すが、橋軸方向に損傷していた。損傷形態は、柱中心付近から

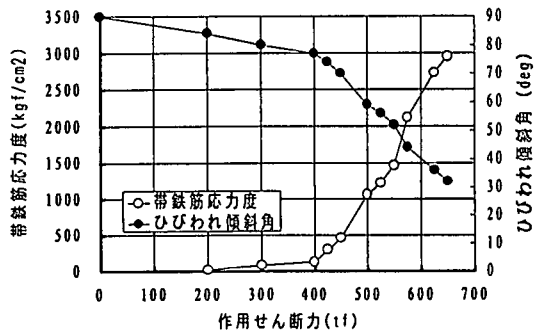


図-21 ひび割れ傾斜角・帯鉄筋応力度とせん断力の関係

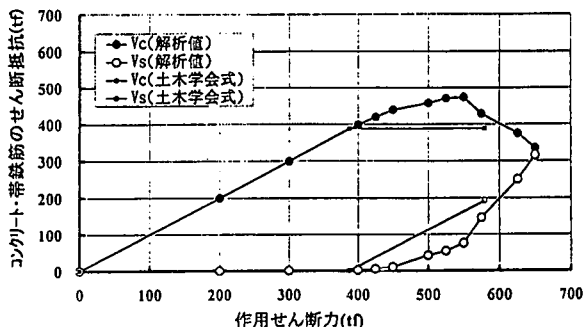


図-22 VcおよびVsと作用せん断力の関係

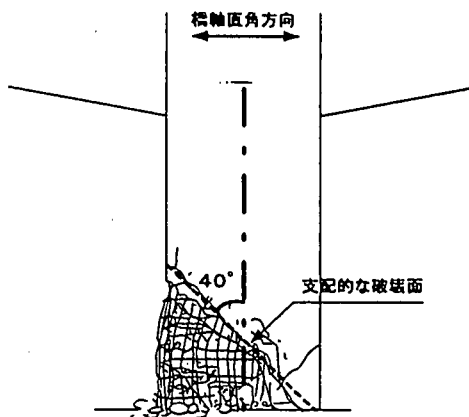


図-23 損傷状況

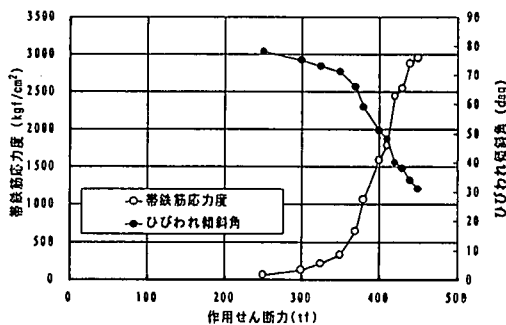


図-24 ひび割れ傾斜角・帯鉄筋応力度とせん断力の関係

せん断ひびわれが発生し、斜め下方に鋭角的に進行しており、ひびわれ傾斜角は約 30° であった。また、この場合にはかぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋の座屈などは認められなかった。

(3) せん断損傷橋脚 (神P270) 解析結果

ひびわれが部材中心線と交差する位置を検断断面(せん断スパン6m)とし、その橋軸方向の解析結果を図-21, 22に示す。図-20に示すように実橋でのひびわれ傾斜角は約 30° であり、図-21から求まるCollinsモデルによる解析上の帯鉄筋降伏時(3000kgf/cm^2)におけるひびわれ傾斜角(30°)と良く一致している。また、このときの軸方向鉄筋応力度の計算値は 855kgf/cm^2 でかなり小さく弾性領域内の値を示した。これより、損傷形態は曲げによる影響は少なく、主にせん断力により支配されていると判断される。

図-22には、コンクリート標準示方書によるせん断耐力算定値を併せて示す。終局時に着目するとコンクリートの負担せん断耐力は解析値および土木学会式で、それぞれ 335tf 、 387tf となっており、解析値の方が小さくなった。これに対して帯鉄筋の負担せん断耐力に関しては、解析値ではひびわれ傾斜角が小さくなることから、解析値(315tf)は土木学会式(192tf)よりも大きくなった。両者を累加したせん断耐力は、Collinsモデルによる解析値では 650tf 、土木学会式では 579tf となり、解析値の方が約10%大きくなっている。

(4) 曲げせん断損傷橋脚 (神P227) 損傷状況

本橋脚の損傷状況を図-23に示す。主として橋軸直角方向に軸方向鉄筋の座屈が認められ、かぶりコンクリートは四面で剥離しており、せん断ひびわれの傾斜角は約 40° であった。損傷形態は、曲げひびわれの発生後に正負交番荷重によってコンクリートのせん断耐力が低下することによって生じる曲げとせん断の複合型と推定された。

(5) 曲げせん断損傷橋脚 (神P227) 解析結果

ひびわれが部材中心線と交差する位置を検断断面(せん断スパン7m)とし、その橋軸直角方向の解析結果を図-24, 25に示す。図-24より、帯鉄筋応力度は作用せん断力 250tf から発生し、 350tf 付近より急激に増加している。同様にコンクリートのせん断抵抗力は、作用せん断力が 350tf 程度までは単調に増加し最大値に達するが、その後急激に減少している。また、この最大値付近から帯鉄筋によるせん断抵抗力が急激に増加している。図-23に示す実橋脚の損傷状況から、ひびわれの傾斜角は約 40° となっている。

このひびわれ傾斜角に着目すると、せん断耐力の解析値は図-24より約 420tf ($V_c=310\text{tf}$ 、 $V_s=110\text{tf}$)、また帯鉄筋応力度は図-25より約 2500kgf/cm^2 となっている。

このように実橋脚の終局ひびわれ傾斜角から判断すると、帯鉄筋応力度は作用せん断力に対して急激に増加する領域にあるが、帯鉄筋の降伏点強度($\sigma_{sy}=3000\text{kgf/cm}^2$)には達しておらず、解析上ではせん断破壊近傍の状態にあったと推定される。

7. Collinsモデルによる橋脚のせん断耐力に関する要因分析

(1) 解析緒言

解析対象橋脚は、前述の6基に兵庫県南部地震により被災した3号神戸線のP45, 228, 269の3基を加えた9基である。このうち、P45, 269はせん断損傷、P228は曲げせん断損傷タイプである。

(2) ひびわれ傾斜角

終局時のせん断ひびわれ傾斜角に影響を及ぼす要因としては、引張主鉄筋量、帯鉄筋量、せん断スパン長および軸力等が挙げられる。9基のうち、実橋RC橋脚はいずれも昭和39年版鋼道路橋示方書で設計され、帯鉄筋比は $0.044\sim 0.088\%$ とかなり小さい。一方、大型試験体は平成2年版道路橋示方書で設計され、帯鉄筋比は $0.33\sim 0.34\%$ と前者より大きい。従来、単純はりの試験から、スターラップ筋比の増加に伴ってせん断ひび割れ傾斜角がほぼ直線的に増加するとの報告⁶⁾がある。

9基の橋脚は適用示方書で帯鉄筋比が異なるので、ここでは帯鉄筋比に着目してひび割れ傾斜角を検討する。せん断ひび割れ傾斜角と帯鉄筋比の関係を図-26に示す。傾斜角の実験値は、支配的なひび割れに対するマクロ的な平均値として表したものでばらつきはあるが、帯鉄筋比が増えると大きくなる。解析値は全体的に実験値よりも小さいが、ひび割れ傾斜角と帯鉄筋比との間には両者で同様な関係が見られる。かなり低帯鉄筋比の実橋RC橋脚のように曲げせん断あるいはせん断破壊の起こりやすい場合には、解析上の終局時のひび割れ傾斜角は約 30° で通常のトラス理論で仮定されている 45° よりもかなり小さい。逆に、帯鉄筋比の比較的大きい大型試験体の場合には解析値は $55\sim 60^{\circ}$ であり、実橋RC橋脚に比べてかなり大きくなっている。

(3) コンクリートの最大せん断応力度と有効高さの関係

コンクリートの最大せん断応力度に影響をおよぼす要因として、有効高さ、主引張鉄筋比、軸力、せん断スパン有効高さ比等が挙げられる。本検討対象橋脚における断面の有効高さは40cmから420cmと広範囲であるので、ここでは有効高さに着目して検討することとした。

Collins モデルによるコンクリートの最大せん断応力度と有効高さの関係を実験値と併せて図-27に示す。ここで、最大せん断応力度は解析上のコンクリートの最大せん断力をせん断抵抗断面積 ($bw \cdot d$) で除した値である。

最大せん断応力度は有効高さの増加にともなって減少する傾向が認められる。特に有効高さが1.0m以内の試験体の最大せん断応力度は、約 8.0 kgf/cm^2 となり実橋レベルの橋脚に対する最大せん断応力度と比較すると約2倍程度大きな値を示している。

(4) せん断耐力(V_c+V_s)

コンクリート標準示方書算定値およびCollins モデルによる終局せん断耐力（終局時におけるコンクリートせん断耐力に鉄筋せん断耐力を加えたもの）を比較した。図-28は縦軸にコンクリート示方書式に対するCollins モデルによる解析値の比（以下せん断耐力比と称す）を、横軸に帯鉄筋比に示したものである。

帯鉄筋比の小さい $0.03\% \sim 0.11\%$ の範囲では、せん断耐力比で $0.9 \sim 1.3$ となり、解析値はコンクリート示方書式と同程度の結果となっている。

Collins モデルによる終局時のコンクリートのせん断耐力は示方書式による算定値よりも小さくなるが、帯鉄筋によるせん断耐力は終局時のひびわれ傾斜角が小さくなるために 45° のトラス理論に基づいた示方書算定値より大きくなる。したがって、Collins モデルの解析による帯鉄筋のせん断耐力の増加分が、コンクリートのせん断耐力の不足分を補うようになり、両者を累加したせん断耐力に関しては解析値とコンクリート示方書式とは同程度の値を示してしている。

一方、帯鉄筋比が $0.30\% \sim 0.350\%$ と比較的大きい橋脚では、終局時のひびわれ傾斜角が 45° よりも大きく、帯鉄筋によるせん断耐力の増加が見込めないため、せん断耐力比で表すと解析値では約 0.6 となり、コンクリート標準示方書式よりもかなり小さくなっている。このタイプの橋脚では、一方向載荷では曲げに支配されることが多く、せん断耐力で部材の終局状態が決定されることは少ないが、正負交

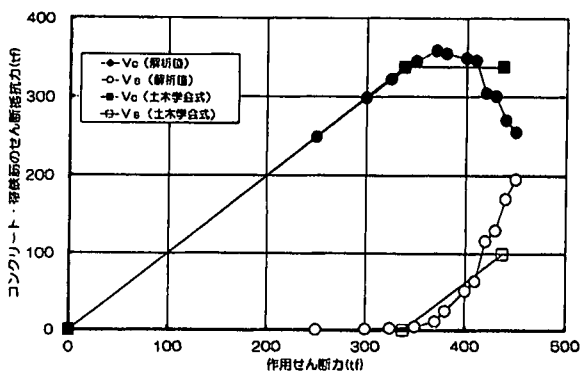


図-25 V_c および V_s と作用せん断力の関係

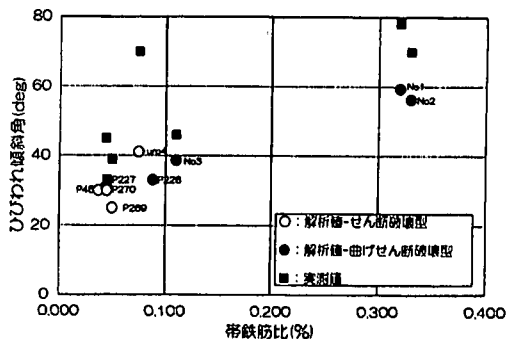


図-26 ひび割れ傾斜角と帯鉄筋比の関係

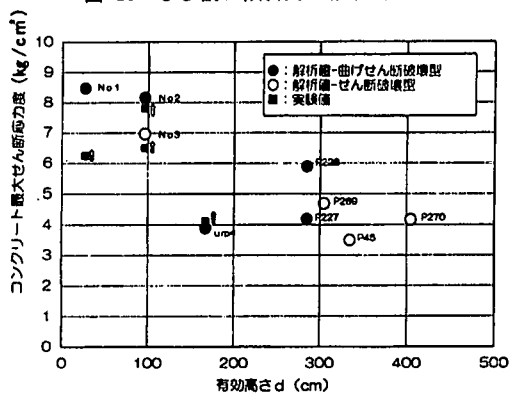


図-27 V_c および V_s 発生モード図

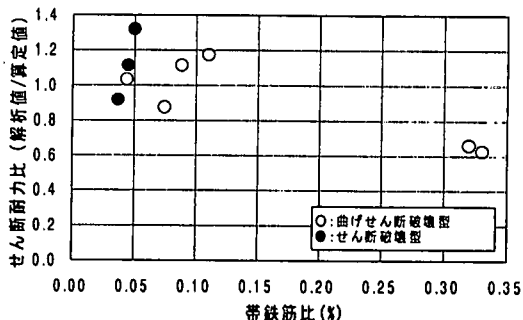


図-28 せん断耐力比と帯鉄筋比の関係

番繰返し作用下ではさらにせん断耐力の低下することも想定されるので、今後検討を要すると考えられる。

8. まとめ

1/3スケールの大型模型試験体、水平載荷試験された実橋RC橋脚および兵庫県南部地震により損傷した実橋脚を対象としてせん断損傷メカニズムを評価した結果について得られた結論は以下のとおりである。

- ①大型RC模型試験体および実橋RC橋脚に対するCollinsモデルの修正圧縮場理論による解析結果は、せん断耐力、帯鉄筋応力度およびひびわれ傾斜角について実験結果と全般的に比較的良好一致した。また、解析によるといずれも主鉄筋の降伏以降から最大荷重に至るまで、コンクリートの分担せん断抵抗が減少する傾向が認められた。
- ②コンクリートの分担せん断抵抗が減少する領域は、せん断ひびわれ面を介して伝達される主引張応力度により支配される領域であり、この応力度はひびわれ間隔、ひびわれ幅などの影響を受けることから今後これらを精度よく評価する必要がある。
- ③大型模型試験体を対象とした解析結果では帯鉄筋応力度は、作用せん断力の増加にともなって徐々に増加してゆくものに対して、実験結果では当初はゆるやかに、終局付近では急激に増加する傾向が認められた。
- ④Collinsモデルを用いた要因分析の結果から帯鉄筋比によりひびわれ傾斜角の変化に異なった傾向が得られたが、実験結果でも同様のことが認められた。また、帯鉄筋比が比較的大きい曲げせん断損傷タイプ

では、ひびわれ傾斜角が 45° よりも大きく、解析値は斜材角を 45° としたトラスモデルで帯鉄筋の降伏を前提としたコンクリート標準示方書式よりも小さくなった。しかし、このような場合には帯鉄筋の降伏前にウェブが斜圧縮破壊する可能性があり、設計に際してはこの種の破壊モードに対する考慮も必要である。このタイプの橋脚では、一方向載荷下では曲げに支配されることが多く、せん断耐力で部材の終局状態が決定されることは少ないが、主鉄筋降伏後の大変形の正負交番繰返し作用下ではさらにせん断耐力の低下する可能性が高いので、今後この点の検討を要すると考えられる。

参考文献

- 1) 中村光, 楳貝勇: 拡張した修正圧縮場理論によるRCはり断面のせん断耐荷力評価, 土木学会論文集, NO. 490/V-23, pp.157-166, 1994.5.
- 2) Frank J. Vecchio and Michael P. Collins: Predicting the response of reinforced concrete beams subject to shear using modified compression field theory, ACI Structural Journal, pp.258-268, 1998.
- 3) Michael P. Collins and Denis Mitchell: Prestressed Concrete Structures, Prentice Hall, 1991.
- 4) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
- 5) 幸左賢二・小林和夫・村山八洲男・吉澤義男: 大型RC橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, NO. 538/V-31, pp.47-56, 1996.5.
- 6) Walraven, J., Uijl, J. D. and Al-Zubi, N.: Structural Lightweight Concrete: Recent Research, HERON, V-40 No. 1, pp.5-30, 1995.

(1998. 4. 20受付)

EVALUATION OF SHEAR STRENGTH OF RC BRIDGE PIERS USING MODIFIED COMPRESSION FIELD THEORY

Kenji KOSA, Kazuo KOBAYASHI, Furitsu YASUDA and Takashi MIZUTA

To evaluate the shear strength of RC bridge piers, comparison of analytical results using modified compression field theory and experimental results which applied the horizontal load to the real RC column and 1/3 scale large specimens, was performed. The analytical results coincides relatively well with the experimental results, and it is also shown that the concrete shear strength reduces after main reinforcing bars reaches the yield strength. The parametric studies show that the increase in hoop ties leads to high crack inclination and then 45° -truss analogy over-estimates the shear resistance carried by hoop ties.